拉索预应力巨型网格结构参激振动及动力稳定性研究

贺拥军[1],贾志诚[1],周绪红[2]

(1.湖南大学土木工程学院,410082 长沙;2.重庆大学土木工程学院,400044 重庆)

摘　要:针对拉索预应力巨型网格结构的参激振动及动力稳定性问题进行了研究。首先建立索-拱简化模型,分析了桁架拱拉索参激振动的诱发机制与特征,并利用 ANSYS 软件进一步探究了参激振动的影响因素,然后对简谐荷载作用下拉索预应力桁架拱及整体结构的动力稳定性进行了分析。研究表明:当结构振动频率为索基频的 2 倍左右时,拉索会发生参激振动,振动响应特征与激励幅值、阻尼、拉索初张力、支承方式等相关;拉索预应力桁架拱在水平简谐荷载作用下一般会发生动力失稳破坏,在竖向简谐荷载作用下发生动力强度破坏,拉索预应力巨型网格整体结构在简谐荷载作用下通常发生动力失稳破坏。

关键词:拉索预应力巨型网格结构;参激振动;动力失稳破坏;动力强度破坏

中图分类号:TU393.3　　**文献标志码**:A

Research on parametric vibration and dynamic stability of prestressed reticulated mega-structures

HE Yongjun[1],JIA Zhicheng[1],ZHOU Xuhong[2]

(1. College of Civil Engineering,Hunan University,410082 Hunan,China;
2. College of Civil Engineering,Chongqing University,400044 Chongqing,China)

Abstract:The parametric vibration and dynamic stability of prestressed reticulated mega-structures was investigated. Firstly,a bowstring-arch model was derived to analyze the mechanism and characteristics of the parametric vibration of the cables on cable-strut,and the influencing factors were further discussed by utilizing ANSYS. Then the dynamic stability of the cable-strut and the prestressed reticulated mega-structures was researched under harmonic loads. The analytical and numerical results indicate that the cable will have a larger scale vibration stimulated by low excitation amplitudes when the structural vibration frequencies is close to twice of natural frequency of cables. The dynamic instability failure usually occurs on cable-strut under the horizontal harmonic load while the dynamic strength failure happens under the vertical harmonic load,and generally,the dynamic instability failure takes place in the prestressed reticulated mega-struc-

收稿日期:2021-01-11　　　**修回日期**:2021-03-01
基金项目:国家自然科学基金资助项目(No.51878261;51890902)
通信作者:贺拥军,教授。E-mail:hyj0087@163.com
引用格式:贺拥军,贾志诚,周绪红.拉索预应力巨型网格结构参激振动及动力稳定性研究[J].应用力学学报,2023,40(1):146-153.
HE Yongjun,JIA Zhicheng,ZHOU Xuhong. Research on parametric vibration and dynamic stability of prestressed reticulated mega-structures [J]. Chinese journal of applied mechanics,2023,40(1):146-153.

tures under the harmonic loads.

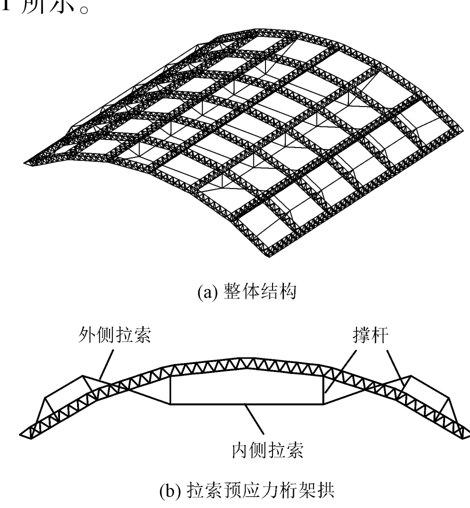
Key words: prestressed reticulated mega-structure; parametric vibration; dynamic instability failure; dynamic strength failure

拉索预应力巨型网格结构是将预应力体系引入巨型网格结构形成的一种刚柔组合空间结构[1-2]。预应力拉索的应用有效改善了结构的受力性能,实现了跨越能力的进一步提高。拉索作为结构的主要受力构件,具有轻、柔和低阻尼的特点,在风、雨及地震等荷载作用下,极易发生各种振动。当激励频率和索基频满足一定关系时,拉索可能发生参激振动,此时结构的微小振动会激发拉索的大幅度剧烈振动,进而给结构的安全性和耐久性带来很大危害。国内外很多学者对这种非线性振动进行了研究。KOVACS[3]研究指出,当激励频率为索基频的 2 倍左右时,索的振动将是不稳定的。COSTA 等[4]推导了小垂度斜索在端部竖向余弦位移激励下的振动方程,同时考虑了斜索端部位移引起的强迫振动与参激振动,研究表明当激励频率与拉索一阶固有频率的 1 倍或 2 倍接近时,拉索均会发生大幅振动。陈水生等[5]针对斜拉桥参激振动问题建立了数学模型,研究了拉索振动时振幅和内力的变化规律,得出了拉索发生参激振动的最小激励幅值。于岩磊等[6-7]建立质量块-索-梁耦合振动模型,分析了大跨斜拉空间结构中拉索的参激振动现象,方豪杰等[8]针对斜拉桥拉索参激振动现象,提出了一个不计拉索垂度并忽略桥梁自重影响的单自由度力学模型,并通过试验验证了简化模型的可行性。

然而,上述大多数研究均将结构简化为质量块或梁,忽略了拉索振动对结构局部的影响。拉索预应力巨型网格结构,由于其显著的几何非线性效应,当拉索发生大幅振动时,可能导致结构的振动特性与受力性能发生变化。基于已有研究,本研究分析了拉索预应力巨型网格结构拉索参激振动的诱发机制,建立有限元模型,研究了拉索参激振动的响应特性及其对桁架拱动力稳定性的影响,并进一步研究了拉索预应力巨型网格整体结构的动力稳定性,为深化认识拉索预应力巨型网格结构的受力性能和失效模式奠定基础,以期为拉索预应力巨型网格结构的设计提供理论依据。

1　拉索参激振动模型

为分析拉索预应力巨型网格结构中拉索参激振动的诱发机制,选取一榀预应力桁架拱为研究对象,如图 1 所示。



(a) 整体结构

(b) 拉索预应力桁架拱

图 1　拉索预应力巨型网格结构

Fig. 1　Prestressed reticulated mega-structures

1.1　拉索参激振动数学模型

不考虑撑杆及拱外侧拉索的影响,建立索-拱振动模型如图 2 所示,为简化研究,突出主要问题,对索、拱作以下假定。

1)不计索的抗弯刚度、抗扭刚度和抗剪刚度。

2)索的重力垂度曲线为抛物线。

3)拉索的质量沿索弦向均匀分布。

4)拱轴不可压缩,且忽略剪力、抗扭刚度和抗剪刚度。

建立拉索和拱的振动微分方程,即

$$\frac{\partial}{\partial s}\left[T\frac{\partial w(x,t)+y_0(x)}{\partial s}\right]\mathrm{d}s = m_s\cdot\mathrm{d}x\frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial^2 t}-m_s g\mathrm{d}x \tag{1}$$

$$\frac{\partial^5 v}{\partial\varphi^5}+2\frac{\partial^3 v}{\partial\varphi^3}+\frac{\partial v}{\partial\varphi}+\frac{m_g R^4}{E_g I}\cdot\frac{\partial^3 v}{\partial\varphi\partial^2 t}=0 \tag{2}$$

其中:T 为拉索的切向张力,$T=T_0+T_d$,T_0 为拉索初始拉力,T_d 为拉索的动拉力;$w(x,t)$ 为拉索偏离初始平衡位置的位移;y_0 为拉索在重力作用下初始静力

平衡位置的位移；ν 为拱的径向位移；m_s，m_g 分别为拉索和拱的单位长度质量；E_g 为拱的弹性模量；s 为弧长；φ 为拱转角。

由于拱的单位质量远大于索，考察拉索振动过程中忽略索振动对拱整体振型的影响，根据传递矩阵法[9]求解式(2)，连接处拱振动对拉索产生的轴向位移可表示为

$$X(t)=X(\varphi)\cos(\omega t) \tag{3}$$

不计重力对索轴向拉力的影响，则有

$$\frac{T}{H}=\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}x} \tag{4}$$

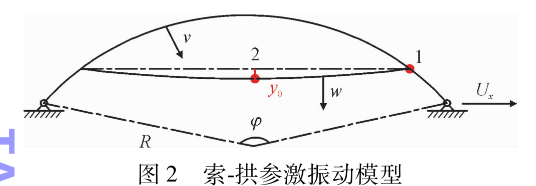


图 2　索-拱参激振动模型

Fig. 2　Bowstring-arch mode

考虑静力平衡，将式(3)和式(4)代入式(1)化简得

$$m\frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2}=H_0\frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2}+H_d\frac{\partial w(x,t)+d^2y_0(x)}{\partial x^2} \tag{5}$$

考虑端部轴向激励时索轴向动拉力

$$H_d=\frac{EA}{l_e}\left\{X_\varphi\cos(\omega t)+\int_0^l\left[\frac{\mathrm{d}y_0}{\mathrm{d}x}\frac{\mathrm{d}w}{\mathrm{d}x}+\frac{1}{2}\left(\frac{\mathrm{d}w}{\mathrm{d}x}\right)^2\right]\mathrm{d}x\right\} \tag{6}$$

采用分离变量法求解式(5)，TAGATA[10]研究表明对于张紧索而言，其第一阶模态为主要振动模态，本研究近似地取一阶模态为

$$w(x,t)=W(t)\sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) \tag{7}$$

采用 GALERKIN 方法化简式(5)可得平衡方程为

$$\ddot{W}+\eta\dot{W}+[\omega_1^2+\alpha_1\cos(\omega t)]W+\alpha_2W^2+\alpha_3W^3+\alpha_4\cos(\omega t)=0 \tag{8}$$

式中：$\omega_1^2=\omega_0^2\left[1+\frac{1}{2}\left(\frac{2}{\pi}\right)^4\lambda^2\right]$；$\lambda^2=\left(\frac{m_sgl}{H_0}\right)^2\cdot\frac{EAl}{H_0l_e}$；$\omega_0^2=\frac{\pi^2H_0}{m_sl^2}$；$\alpha_1=\frac{\pi^2EAX_\varphi}{m_sl^2l_e}$；$\alpha_2=\frac{3\pi EAg}{H_0ll_e}$；$\alpha_3=\frac{\pi^4EA}{4ml^3l_e}$；$\alpha_4=\frac{4EAgX_\varphi}{\pi H_0l_e}$；$l_e=\int_0^l\left(\frac{\mathrm{d}s_0}{\mathrm{d}x}\right)^3\mathrm{d}x$。

其中：η 为拉索一阶模态阻尼比；ω_1 为考虑拉索垂度和几何非线性后的一阶自振频率；α_1 为参激振动项系数，与外激励相关；α_2、α_3 为拉索振动非线性项系数；α_4 为外激励项系数；E 为拉索的弹性模量；l_e 为考虑垂度的索长。

1.2　数值算例及分析

索-拱模型参数如下：跨度 60 m，矢跨比取 1/6，采用两端固定铰支，拱截面尺寸为 $b\times h=0.6$ m × 0.3 m，拱采用 Q235 钢，屈服强度为 235 MPa，弹性模量 $E_g=210$ GPa，拉索截面取 Φ40，弹性模量 $E=180$ GP，屈服强度为 1 330 MPa，阻尼比取 0.001，索作用位置为 $\varphi_1=12.2°$ 和 $\varphi_2=61.4°$，拉索初张力为 300 kN，拉索的模态分析结果显示拉索的一阶频率 $f_0=1.88$ Hz。

在索-拱端部施加水平简谐位移激励 $U_x=U\sin(2\pi ft)$，激励幅值 $U=0.02$ m，激励频率 $f=2f_0=3.76$ Hz。利用 Matlab 采用龙格-库塔法求解式(8)，再利用 ANSYS 有限元软件求解拉索的振动，采用 Link180 单元模拟拉索，Beam189 单元模拟拱，拉索跨中 2 号节点竖向振动时程曲线如图 3(a)所示。由图可知，Matlab 解析解与 ANSYS 数值解基本吻合，振动幅值为 0.64 m，0 ~ 2 s 内拉索在平衡位置发生小幅振动，之后振动迅速加剧，在 4 s 时振动达到峰值 0.6 m，并呈现出明显的周期性特征。图 3(b)、3(c)为索跨中 2 号节点竖向振动与端部 1 号节点水平振动的傅里叶幅值谱。由图 3 可知，索端部轴向振动频率接近拉索一阶频率的 2 倍，在外激励作用下，桁架拱的微小振动导致拉索端部发生周期性振动，从而诱导拉索发生大幅度参激振动。

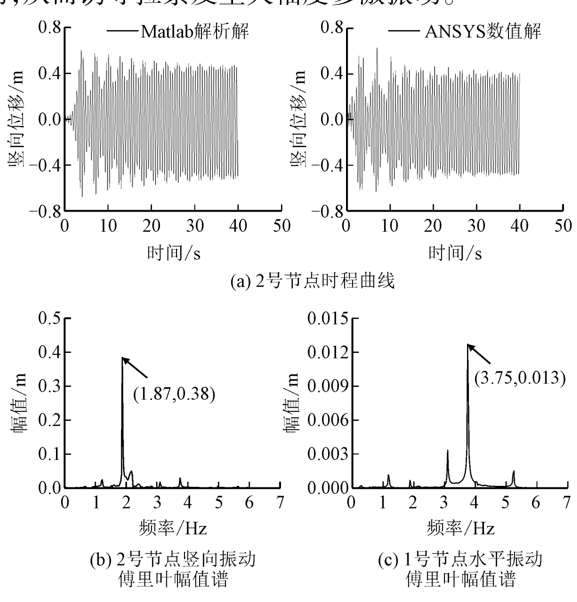


图 3　拉索参激振动模型算例分析

Fig. 3　Example analysis of frequency relations of parametric vibration

2 拉索预应力巨型网格结构拉索参激振动分析

2.1 拉索预应力桁架拱参激振动

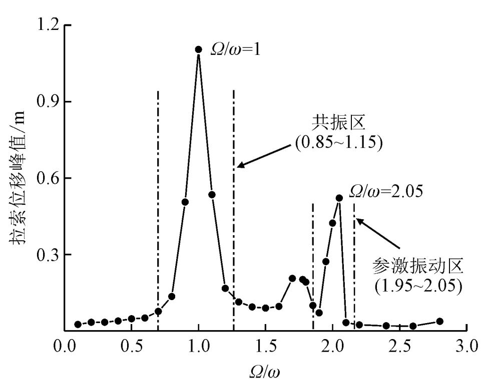
基于以上研究，选取拉索预应力巨型网格结构跨中一榀桁架拱，利用 ANSYS 分析其在竖向简谐加速度激励下内侧拉索的参激振动。桁架杆、撑杆采用 Link8 单元，拉索采用 Link180 单元。桁架拱跨度 120 m，桁架梁高 3 m，撑杆长 8 m，矢跨比为 1/6，上下弦杆截面尺寸为 $\Phi245\times16$，腹杆采用 $\Phi152\times10$，撑杆采用 $\Phi219\times10$，拉索截面选用 $\Phi40$。桁架拱采用 Q235 钢，弹性模量为 210 GPa，切线模量为 618 GPa，拉索弹性模量为 180 GPa，屈服强度 1 330 MPa。结构阻尼采用 Rayleigh 阻尼，阻尼比取 0.02。结构自重、永久荷载和 0.5 倍活荷载折算成质量单元，施加于相应节点上。桁架拱为下弦固定铰支，拱内侧拉索预拉力为 350 kN，外侧拉索预拉力为 200 kN。拉索基频 $f_0=2.013$ Hz，圆频率 $\omega=2\pi f_0$，结构基频 $f_1=0.938$ Hz。

对桁架拱施加竖向简谐加速度激励 $A\sin(\Omega t)$，激励幅值取为 2 m/s^2。激励频率比 Ω/ω 为 0.1 ~ 2.8。拉索响应与频率比曲线如图 4(a)所示，当 $\Omega/\omega\approx$[0.85,1.15]和[1.95,2.05]时，拉索均发生了大幅振动，[0.85,1.15]为共振频率区间，[1.95,2.05]为参激振动频率区间。当 $\Omega/\omega=1$ 时，由傅里叶幅值谱图 4(b)知拉索跨中振动频率与端部激励频率一致，索端点位移垂直索轴方向分量幅值大于沿索轴方向分量，引起拉索发生共振；当 $\Omega/\omega=2.05$ 时，由傅里叶幅值谱图 4(c)知拉索跨中振动频率与端部激励频率呈 2 倍关系，索端点位移沿索轴方向分量幅值大于垂直索轴方向，激发拉索发生参数振动。

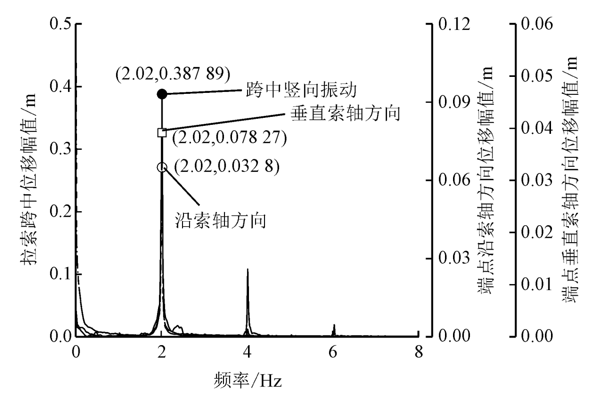
2.2 影响因素分析

2.2.1 激励幅值

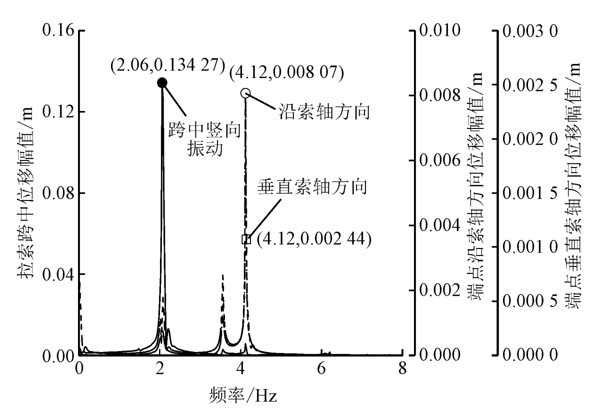
当激励频率比 $N=2$ ($N=\Omega/\omega$)时，逐步增大激励幅值，拉索振动幅值与激励幅值关系如图 5 所示。当激励幅值增大到某个值后，拉索发生参激振动，振动幅值会急剧增大，由此可以确定拉索发生参激振动的最小激励幅值。当激励幅值继续增加，拉索振动幅值随之增大，但当激励幅值增大到一定时，增幅开始减缓甚至出现下降段。这是因为拉索大幅振动时内力增大，导致其自振频率逐渐增大，激励频率慢慢偏离索基频的 2 倍，拉索振动幅值反而减小。此时在同一激励水平下，当 $N=2.05$ 拉索振幅大于 $N=2$时的拉索振幅。



(a) 拉索响应-频率比曲线



(b) $\Omega/\omega=1$ 时拉索振动傅里叶幅值谱



(c) $\Omega/\omega=2.05$ 时拉索振动傅里叶幅值谱

图 4 拉索参激振动频率关系曲线

Fig. 4 Curve frequency relations of parametric vibration

2.2.2 拉索初张力

拉索的自振频率与初张力密切相关，拉索初张力的大小直接影响拉索的参激振动。当激励频率比

N 分别为 2 和 2.05 时，考虑拉索初张力为 300、350、400 kN，计算得拉索振动幅值如图 5 所示。由图 5 可知，随着初张力的增大，拉索发生参激振动的最小激励幅值增大，相同激励幅值下，振动的幅值更小。

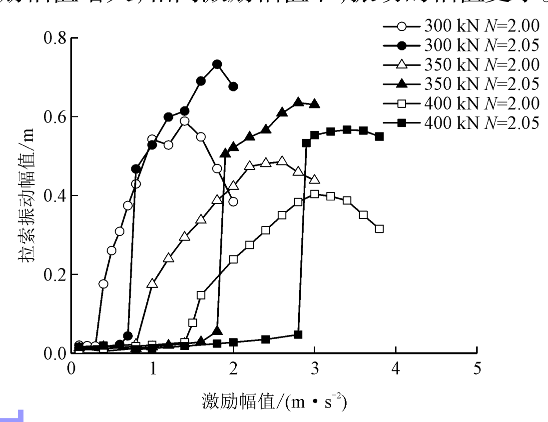


图 5　不同预拉力时拉索振动幅值-激励幅值关系曲线

Fig. 5　Vibration amplitude-excitation amplitude curve under different pre-tensions

2.2.3　拉索阻尼比

阻尼在振动中会耗散能量，可以减弱拉索参数振动的幅度，不同阻尼比下拉索的振动幅值与激励幅值的关系如图 6 所示。

由图可知，随着阻尼比的增大，拉索发生参数振动的最小激励幅值增大。当激励幅值较小时，增大阻尼可以有效削减甚至防止拉索振动，但随着激励幅值的增大，削减效果降低。

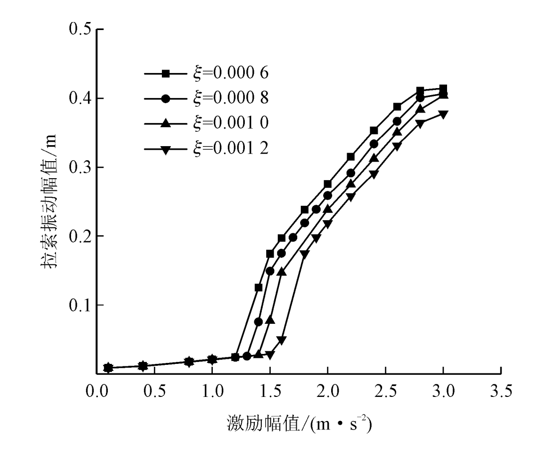


图 6　不同阻尼比时拉索振动幅值与激励幅值关系曲线

Fig. 6　Vibration amplitude-excitation amplitude curve under different damping ratios

2.2.4　支承方式

考虑下弦固定铰支、上下弦固定铰支两种情况，对桁架拱与拉索进行模态分析，自振频率见表 1。

表 1　桁架拱动力特性

Tab. 1　Dynamic characteristics of cable-strut

编号	支承方式	上下弦截面面积/mm²	一阶频率/Hz	二阶频率/Hz	三阶频率/Hz	四阶频率/Hz	拉索基频/Hz
1	上下弦固定铰支	$\Phi245\times12$	1.326	2.212	3.344	4.180	1.945
2	上下弦固定铰支	$\Phi245\times16$	1.434	2.381	3.586	4.435	1.978
3	下弦固定铰支	$\Phi245\times16$	0.938	2.044	3.578	3.731	2.013
4	下弦固定铰支	$\Phi245\times12$	0.860	1.912	3.329	3.471	1.977

对桁架拱施加竖向简谐加速度激励 $A\sin(\Omega t)$，激励幅值取 2 m/s²，激励频率比 Ω/ω 为 0.1～2.8。拉索跨中位移峰值与频率比关系如图 7 所示。由图可知桁架拱为下弦固定铰支，上下弦杆取 $\Phi245\times16$ 时，参激振动频率区间为[1.95，2.05]，当 $\Omega/\omega=2$ 时，由表 2 拉索振动频率比关系知，拉索振动频率为激励频率的 1/2。当 $\Omega/\omega=1.78$ 时，激励频率接近桁架拱三阶频率时，拉索发生共振，此时拉索振动频率与激励频率一致。当桁架拱为上下弦固定铰支时，参激振动频率区间为[1.6，2]，当 $\Omega/\omega=1.8$ 时，激励频率接近结构三阶频率，拉索也发生了参激振动。结果表明当桁架拱的支承刚度更大时，桁架拱拉索发生参激振动的频率区间更宽，当 $\Omega/\omega=2$，2 种支承方式下拉索均发生参激振动时，两者振动峰值相距不大，当激励频率接近桁架拱三阶频率时，当采用上下弦固定铰支，拉索也会发生参激振动，且其振动峰值大于强迫振动时。

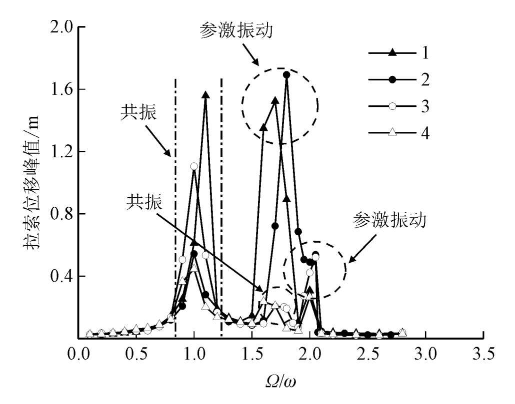


图 7　拉索响应-频率比曲线

Fig. 7　Response-frequency ratio curve

表 2 拉索振动频率关系

Tab. 2 Frequency relations of vibration

编号	激励频率 f	频率比 Ω/ω	拉索振动频率 f_c	振动频率比 ω/ω_c
1	2.139 9	1.1	2.139 6	1(共振)
	3.307 2	1.7	1.649 8	2(参激振动)
	3.890 8	2	1.949 8	2(参激振动)
2	1.978 1	1	1.979 6	1(共振)
	3.560 6	1.8	1.779 6	2(参激振动)
	3.956 2	2	1.974 8	2(参激振动)
3	2.012 8	1	2.019 6	1(共振)
	3.577 6	1.78	3.574 6	1(共振)
	4.025 6	2	2.012 2	2(参激振动)
4	1.976 9	1	1.979 6	1(共振)
	3.163 0	1.6	3.159 4	1(共振)
	3.953 8	2	1.979 6	2(参激振动)

3 简谐荷载作用下拉索预应力桁架拱动力稳定性

3.1 动力稳定性判定准则

动力荷载作用下,结构存在动力失稳破坏和动力强度破坏两种失效模式[11]。动力失稳破坏主要由几何非线性因素引起,结构塑性发展程度浅,具有突然性。动力强度破坏则是由刚度严重削弱引起,结构经历了较大的塑性变形发展。B-R 准则是目前应用最广泛的动力失稳判定准则,该准则通过计算不同荷载水平下结构的动力响应来判断是否发生了动力失稳,如果在某一荷载水平下,荷载的微小增量导致了结构响应的显著增长,则该荷载为结构的动力稳定临界荷载。动力强度破坏目前还未建立比较完善的判定准则,本研究采用结构总应变能和进入塑性杆件比例两个微观指标体现结构塑性发展程度,结合最大节点位移和特征点时程曲线两个宏观指标来判定结构动力强度破坏。结构发生动力强度破坏时,塑性发展程度大,总应变能发生突变,进入塑性杆件比例较大。

3.2 水平简谐荷载作用

对桁架拱施加与一阶水平振动频率接近的水平简谐加速度激励(0.94 Hz),其特征响应如图 8 所示。由图 8 可知,在激励幅值达到 1 800 gal 之前,结构整体处于弹性阶段,保持着稳定的振动状态,杆件进入塑性的比例不到 10%;当激励幅值增大到 2 480 gal 时,结构处于不稳定状态;当激励幅值增大至 2 490 gal时,结构位移显著增大,从图 8(b)特征节点位移时程曲线可知,结构振动已经发散,结构整体的塑性比例增加不大,结构的应变能曲线未发生突变。在水平简谐荷载作用下,桁架拱变形具有突然性,破坏前刚度没有发生明显的弱化,塑性发展程度浅,其破坏特征属于动力失稳破坏。

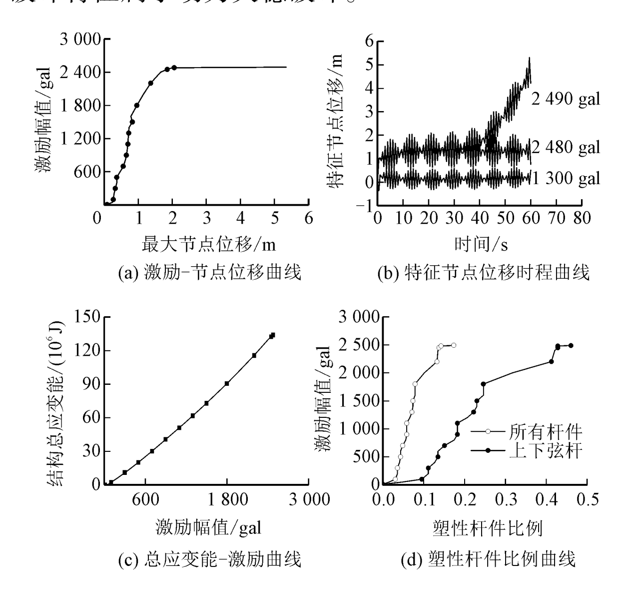


图 8 水平简谐荷载作用下桁架拱特征响应图

Fig. 8 Response of cable-strut under horizontal harmonic load

3.3 竖向简谐荷载作用

对桁架拱施加与一阶竖向振动频率接近的竖向简谐加速度激励(2.04 Hz),其特征响应如图 9 所示。从图 9 可知,当荷载较小时,结构在平衡位移发生小幅振动,极少数杆件进入塑性,结构处于弹性阶段。随着激励幅值的增大,结构位移缓慢增大,整体结构不断发生内力重分布,总应变能持续稳步增大,整体结构进入塑性阶段。激励幅值达到 2 200 gal 时,结构总应变能发生了突变,当荷载幅值进一步增大,结构进入塑性杆件比例和最大节点位移迅速增长。当荷载幅值达到 2 500 gal 时,由图 9(b)特征节点时程曲线知结构在新的位置达到平衡。在竖向简谐荷载作用下,当激励幅值增大到临界值时,应变能发生突变,虽然结构位移响应不大,但是作为主要受力的上下弦杆进入塑性的比例已迅速发展到 84%,此时结构已经无法继续承载,其破坏特征属于动力强度破坏。

3.4 参激振动的影响

由第 2 节分析可知,当激励频率为拉索基频的 2

倍左右时，拉索会发生参激振动。分别对桁架拱输入频率比 Ω/ω 为 2、2.5 的竖向简谐加速度激励。拉索发生参激振动时，结构响应与上述分析相同，各项特征响应在初始阶段线性增大，当荷载进一步增大时，结构塑性发展逐渐加深，进入塑性杆件的数量增大，最终结构由于刚度削弱过大，发生强度破坏。由图 10 激励-节点位移关系曲线可知，拉索发生参激振动时，结构最大节点位移随激励幅值变化规律与强迫振动时相同。由于拉索发生参激振动时，索的拉力会急剧增大，导致结构局部杆件内力增大，相同激励水平下，相对未发生参数振动时，结构塑性发展程度更大，位移更大。

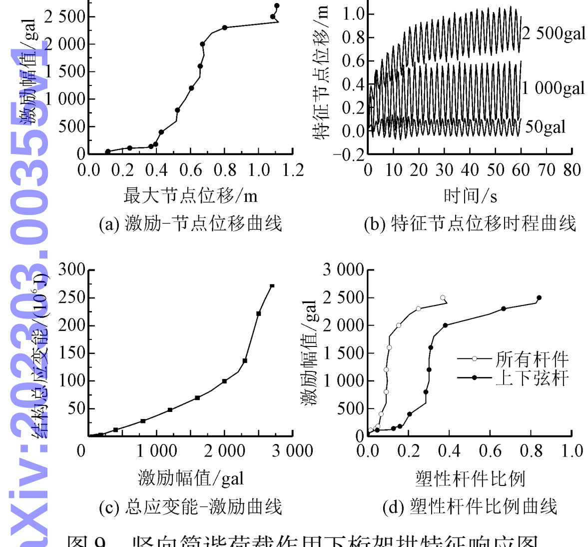


图 9 竖向简谐荷载作用下桁架拱特征响应图

Fig. 9 Response of cable-strut under vertical harmonic load

图 10 激励-节点位移曲线

Fig. 10 Excitation-node displacement curve

4 拉索预应力巨型网格整体结构的动力稳定性

通过对桁架拱在简谐荷载作用下的动力稳定性分析，验证了本研究采用的动力稳定性判定准则的合理性。本节研究拉索预应力巨型网格整体结构在简谐荷载作用下的动力稳定性，主要考察结构总应变能和进入塑性杆件比例两个微观指标，最大节点位移和特征点时程曲线两个宏观指标。限于篇幅以下分析仅给出最大节点位移曲线。

4.1 水平简谐荷载作用

对结构施加与一阶自振频率相近的水平简谐加速度激励（0.73 Hz），水平简谐荷载作用下激励-节点位移变化曲线如图 11 所示。由图 11 可知结构的竖向位移与水平位移变化规律相同，同一激励水平下，结构的竖向位移大于水平位移。激励幅值较小时，结构处于弹性阶段，位移线性增大，当激励幅值达到 600 ~ 700 gal 时，结构刚度开始退化。当激励幅值稍微增大到 770 gal 时，结构的水平位移显著增大，振动发散。此时结构塑性杆件比例较小，应变能未发生突变，变形具有突然性，破坏特征属于动力失稳破坏。

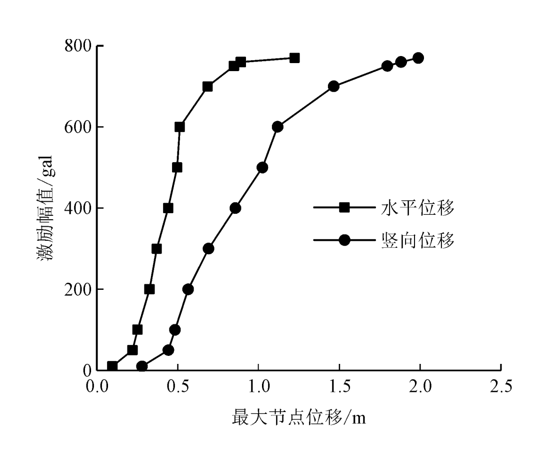


图 11 水平简谐荷载作用下激励-节点位移曲线

Fig. 11 Excitation-node displacement rizontal harmonic load

4.2 竖向简谐荷载作用

对结构施加与二阶自振频率相近的竖向简谐加速度激励（1.54 Hz），得到竖向简谐荷载作用下激励-节点位移变化曲线如图 12 所示。由图 12 可知同一激励水平下，结构的竖向位移大于水平位移。当激励幅值为 0 ~ 100 gal 时，结构处于弹性阶段，当激励幅值增大到 400 gal 时，结构水平位移增大幅度很小，竖向位移线性变化。当激励进一步发生微小增量时，结构的水平位移发生突变，迅速增大，振动发散。此时结构的塑性比例较小，结构的应变能未

发生突变,结构发生动力失稳破坏。

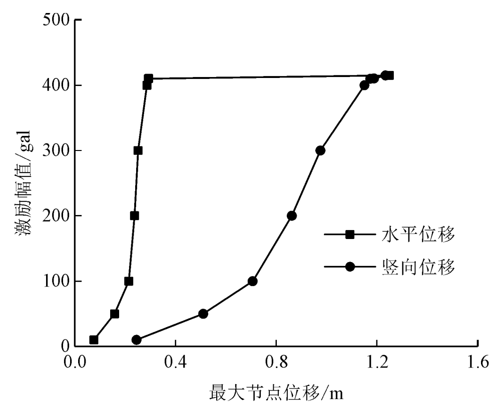


图 12 竖向简谐荷载作用下激励-节点位移曲线

Fig. 12 Excitation-node displacement curve under ho curve under vertical harmonic load

5 结 论

本研究对拉索预应力巨型网格结构拉索参激振动现象及其动力稳定性进行了深入研究,得到了以下结论。

1)当拉索预应力桁架拱振动频率在索基频的 2 倍附近时,拉索会发生参激振动。

2)拉索参激振动存在最小激励幅值,激励幅值越大,振动幅度越大。但当激励增大到一定程度时,拉索自振频率变大,2 倍频率关系会发生动态变化,同一激励频率下,拉索存在振动峰值。

3)拉索初张力越大,阻尼比越大,拉索发生参激振动的最小激励幅值越大。当支承方式采用刚度更大的上下弦固定铰支时,拉索发生参激振动的频率区间更宽,拉索越易发生参数振动。

4)拉索预应力桁架拱在水平简谐激励作用下会发生动力失稳破坏,在竖向简谐激励作用下发生动力强度破坏;参激振动会降低结构的临界破坏荷载。

5)拉索预应力巨型网格整体结构在简谐荷载作用下,塑性发展程度浅,水平位移发生突变,发生动力失稳破坏。

参考文献:

[1] 贺拥军,章小桐,周绪红. 拉索预应力折线型立体桁架拱布索方案研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2011,38(8):7-12.
HE Yongjun,ZHANG Xiaotong,ZHOU Xuhong. Research on the arrangement styles of cables for pretensioned folded line type 3D-trussed arch[J]. Journal of Hunan University(natural sciences),2011,38(8):7-12(in Chinese).

[2] 贺拥军,周绪红,王继新. 拉索预应力巨型网格结构体系[J]. 建筑科学与工程学报,2017,34(5):76-82.
HE Yongjun,ZHOU Xuhong,WANG Jixin. Prestressed reticulated mega-structure system[J]. Journal of architecture and civil engineering,2017,34(5):76-82(in Chinese).

[3] KOVACS I. Zur frage der seilschwingungen und der seildampfung[J]. Die Bautechnik,1982,59(10):325.

[4] PINTO DA COSTA A,MARTINS J A C,BRANCO F,et al. Oscillations of bridge stay cables induced by periodic motions of deck and/or towers[J]. Journal of engineering mechanics,1996,122(7):613-622.

[5] 陈水生,孙炳楠,胡隽. 斜拉索受轴向激励引起的面内参数振动分析[J]. 振动工程学报,2002,15(2):144-150.
CHEN Shuisheng,SUN Bingnan,HU Juan. Analysis of stayed-cable vibration caused by axial excitation[J]. Journal of vibration engineering,2002,15(2):144-150(in Chinese).

[6] 周岱,柳杰,郭军慧,等. 轴向激励下斜拉索大幅振动分析[J]. 工程力学,2007,24(3):34-41.
ZHOU Dai,LIU Jie,GUO Junhui,et al. Vibration response of cables in cable-stayed spatial structures under axial excitation[J]. Engineering mechanics,2007,24(3):34-41(in Chinese).

[7] 于岩磊,高维成,孙毅. 斜拉索参数振动精细化模型及其影响因素研究[J]. 工程力学,2010,27(增刊2):178-185.
YU Yanlei,GAO Weicheng,SUN Yi. Study on refined model and influence factors of parametric vibration of inclined cables[J]. Engineering mechanics,2010,27(S2):178-185(in Chinese).

[8] 方豪杰,王修勇,罗一帆,等. 大跨斜拉桥拉索面内参数振动简化模型及工程应用[J]. 应用力学学报,2019,36(2):438-443.
FANG Haojie,WANG Xiuyong,LUO Yifan,et al. FEM analysis and experimental study on planar parametric oscillations of the stayed cable[J]. Chinese journal of applied mechanics,2019,36(2):438-443(in Chinese).

[9] 向天宇,郑建军,周欣竹. 变截面圆拱强迫振动的传递矩阵算法[J]. 土木工程学报,2000,33(1):46-49.
XIANG Tianyu,ZHENG Jianjun,ZHOU Xinzhu. Transfer matrix algorithm for forced vibration of circular arches with variable cross-section[J]. China civil engineering journal,2000,33(1):46-49(in Chinese).

[10] TAGATA G. Harmonically forced,finite amplitude vibration of a string[J]. Journal of sound and vibration,1977,51(4):483-492.

[11] 沈世钊,陈昕. 网壳结构稳定性[M]. 北京:科学出版社,1999.

(编辑 史淑英)